

夕張川橋梁の設計・施工について

伴 啓 一*
 大 迫 哲**
 斉 藤 富 男***
 小 田 原 裕 一***
 森 伸 樹****

1. ま え が き

紅葉山線は、日高本線鶴川より富内線富内を経て、根室本線金山に至る線と、この途中の占冠付近より分岐して、夕張線紅葉山に至る線とを合せたもので、鶴川～富内間は大正 12 年に開業済みであり、富内～占冠間は予定線の段階である。金山～占冠～紅葉山間が現在の計画区間であり、そのうち占冠～紅葉山間の工事が進められている。

夕張川橋梁は、紅葉山起点 0.922 km に位置する延長約 360 m の単線橋梁である。本橋梁は、2P～3P 間で道々平取夕張線と立体交差し、桁下空間は約 10 m である。夕張川の流心方向と 24° の角度をなし、河川側との協議により、中央最大スパンは 80 m と決定した。また、施工基面が河床から最大 23 m、ほとんどの部分でも 20 m 程度であるので、施工にあたっては支保工を用いない形式が望ましく、種々検討の結果、ディビダーク工法による 3 径間連続 PC 桁 (64+80+64 m) と単純 PC 桁 (25.20 m×6 連) を採用することにした。

次に本橋梁の設計条件を記す。

- 1) 線路等級：乙線（2 級線）規格
- 2) 荷 重：KS-18
- 3) 軌道構造：50 kgN レール
- 4) 施工基面幅：5.80 m
- 5) 線路勾配：占冠方へ 12/1000 で上り
- 6) 曲線半径：800 m

7) 構造形式：橋台 ピアーアバット形式

橋脚基礎 直接基礎
 上部構 1A～2P 単純 PC 桁
 25.20 m×2
 2P～5P 3 径間連続桁
 64+80+64 m
 5P～2A 単純 PC 桁
 25.20 m×4

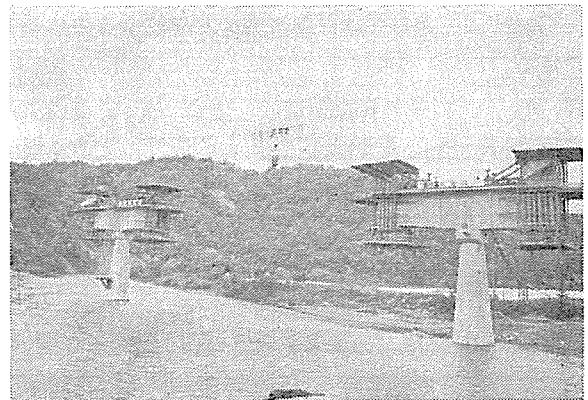
以下には、主としてディビダーク工法によって施工された 3 径間連続桁部分について述べる。

2. 設 計 概 要

(1) 下 部 工

各橋脚地点のボーリング調査による地質は、地表から

写真—1 施工中の夕張川橋梁



表—1 橋 脚 反 力

(t)

		1A	1P	2P	3P	4P	5P	6P	7P	8P	2A
鉛直力	常 地	415	575	1001	2333	2333	1001	575	575	575	415
	震 時	160	320	568	1625	1625	568	320	320	320	160
水 平 力	方橋向軸	常 地	36	36	36	189	—	36	36	36	36
		震 時	51.2	60.8	76.0	693.9	162.5	76.0	60.8	60.8	60.8
	角橋方軸向直	常 地	10.8	10.8	10.8	10.8	—	10.8	10.8	10.8	10.8
		震 時	25.6	51.2	90.9	324.2	279.5	90.9	51.2	51.2	51.2

* 日本鉄道建設公団札幌支社 紅葉山鉄道建設所所長 ** 同副所長 *** 鹿島建設株式会社 紅葉山出張所 **** 同土木設計部

2~6 m に頁岩があり、許容地耐力を常時 100 t/m² とし基礎はすべて直接基礎とした。

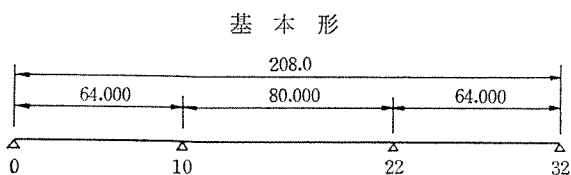
また、連続桁の地震時水平力は、3 P ですべて受け持つ構造とし、基準震度は 0.15 とし、15 m 以上、5 m ごとに 5% の割増しを行なった。

各橋脚の上部工反力は 表-1 のとおりである。

(2) 上 部 工

3 径間連続桁は、デビィダーク式プレストレストコンクリート箱桁橋であり、桁高は桁支点で 3.5 m, 3 P, 4 P 上で 5.3 m, スパン中央で 3.8 m の 2 次放物線変化の変断面である。

計算断面は側径間 10 等分, 中央径間 12 等分に分割し, 合計 32 断面とした。



基本系を 図-2 のごとく静定基本系に分け, 支点 10, 20 点に不静定量として, 曲げモーメント $X_1=1t \cdot m$, $X_2=1t \cdot m$ をとり, 弾性方程式を解き, その X_1, X_2 を

用いて曲げモーメント, せん断力の影響線を求めている。

弾性方程式

$$\begin{cases} \theta_{11}X_1 + \theta_{12}X_2 = \theta_{10} \\ \theta_{21}X_1 + \theta_{22}X_2 = \theta_{20} \end{cases}$$

不静定モーメントの影響線は 図-3 のとおりである。

また, 本橋梁は, 張出し架設をするため, 施工終了時における支点反力と時間が経過した場合の支点反力との間に相異が生じてくることが予想される。

クリープの進行度がもし無限であるならば, 理論上支点反力は, 全径間を支保工を使用して製作した場合の値に近づくが, クリープの進行度は P C 指針により, $\varphi=2.0$ であり, 反力移動は次式となる。

$$R_{\infty} = R_B + (R_L - R_B) \times (1 - e^{-\varphi})$$

R_{∞} : 最終時反力

R_L : 全径間支保工製作時の反力

R_B : 施工終了時の反力

φ : クリープ係数

本橋梁では, 施工終了時までにクリープが 40% 進行しているものとし, その後の施工終了時から最終時までのクリープ係数 $\varphi=2.0 \times 0.6=1.2$ である。

表-2 風荷重, 横荷重による応力度の合成

(単位: t/m²)

No.	t/m ²	① 主桁の応力度		② 風荷重による応力度		③ 横荷重による応力度		① + ② + ③	
		$M_l \max$	$M_l \min$	$M_l \max$	$M_l \min$	$M_l \max$	$M_l \min$	$M_l \max$	$M_l \min$
2	σ_0	939	328	± 92	∓ 19	±12	∓ 1	1 043 835	308 348
	σ_u	47	802	± 51	∓ 10	± 7	∓ 1	105 -11	791 813
4	σ_0	1 013	187	±126	∓ 36	±16	∓ 3	1 155 871	148 226
	σ_u	15	923	± 69	∓ 20	± 9	∓ 2	93 -63	901 945
6	σ_0	1 134	421	±102	∓ 51	±13	∓ 4	1 249 1 019	366 476
	σ_u	33	854	± 56	∓ 28	± 7	∓ 2	96 -30	824 884
8	σ_0	858	412	± 31	∓ 63	± 7	∓ 5	896 820	344 480
	σ_u	113	624	± 17	∓ 35	± 4	∓ 3	134 92	536 662
10	σ_0	709	158	± 39	∓186	± 3	∓14	751 667	-42 358
	σ_u	466	1 069	± 21	∓103	± 2	∓ 8	489 443	948 1 190
12	σ_0	787	437	± 35	∓ 63	± 7	∓ 6	829 745	368 506
	σ_u	315	736	± 19	∓ 35	± 4	∓ 3	338 292	698 774
14	σ_0	1 061	420	± 99	∓ 45	±13	∓ 4	1 173 949	371 409
	σ_u	240	1 035	± 54	∓ 22	± 7	∓ 2	301 179	1 011 1 059
16	σ_0	872	152	±106	∓ 23	±13	∓ 2	991 753	127 177
	σ_u	108	999	± 59	∓ 12	± 7	∓ 1	174 42	986 1 012

図-1

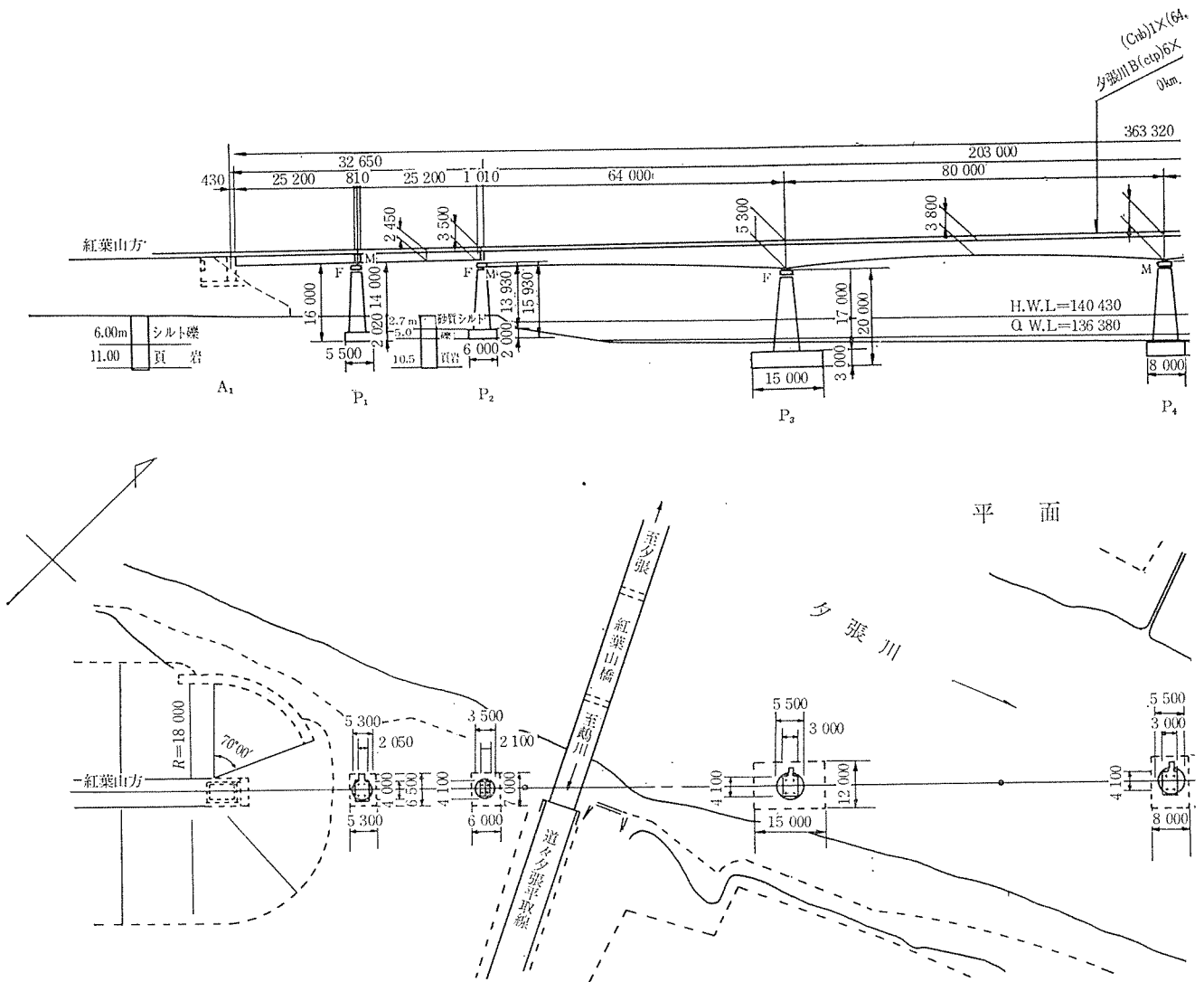


図-2 静定基本系

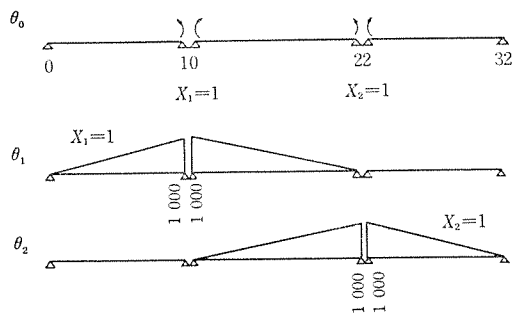
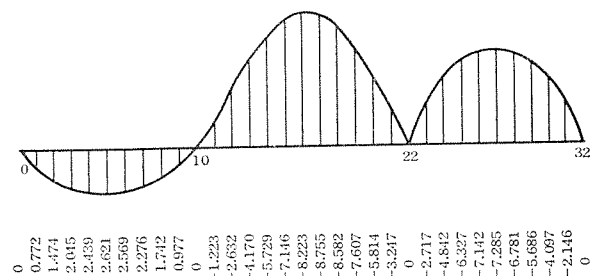


図-3 不静定モーメントの影響線



般 図

$m \pm 60.0m \pm 64.0m$
 $25.2m \quad L=363.32m$
 922.000

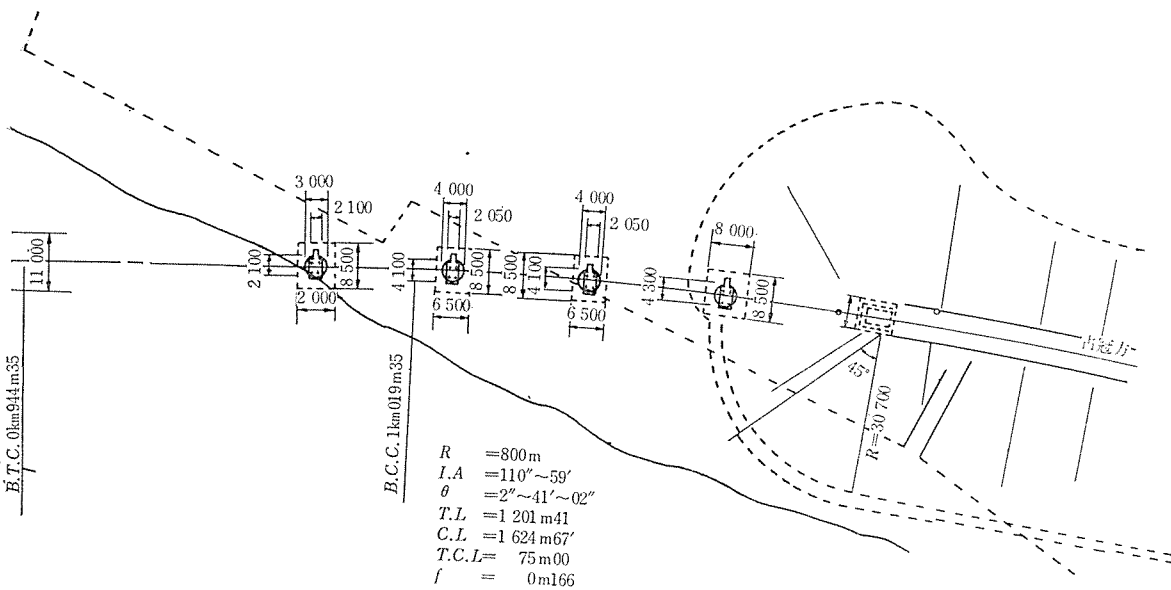
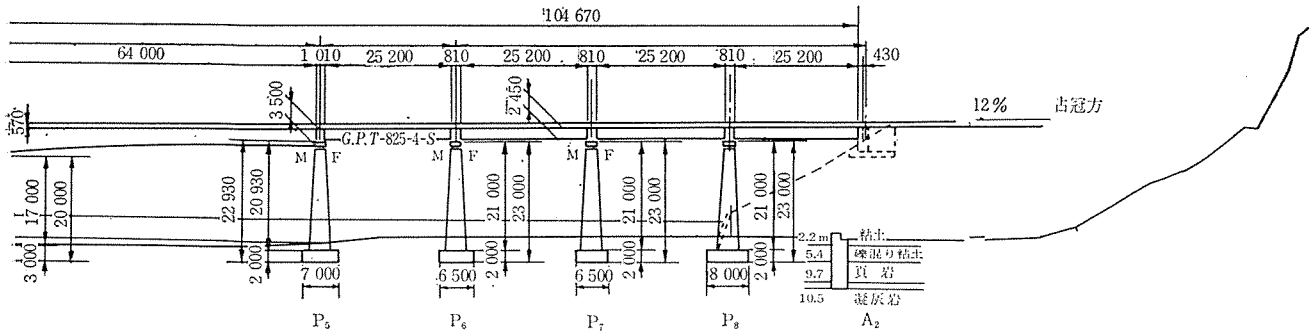
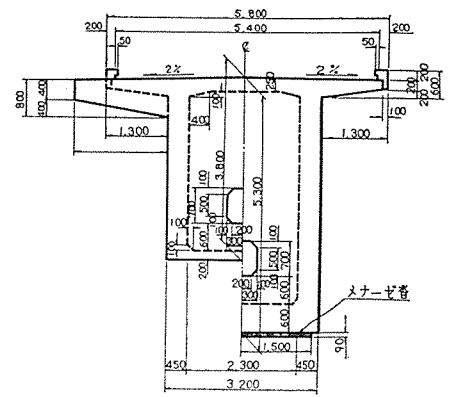
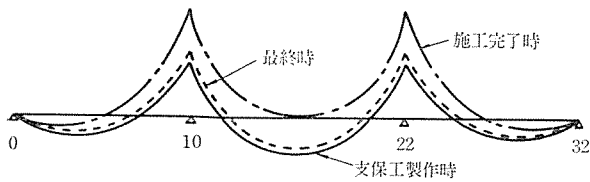
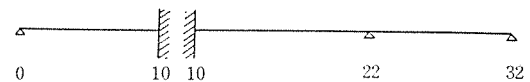


図-4 曲げモーメント移動図



よって $1 - e^{-1.2} \approx 0.7$ となる。したがって、施工終了時と支保工時との差の約7割まで反力は移動するものと考えられる。曲げモーメントの移動を 図-4 に示す。

図-5



曲げモーメント、せん断力の算出にあたっては、全径間を一度に支保工上で施工した状態と、各施工過程を経て施工完了した状態を算出し、クリープの進行度 1/2 とクリープ終了時の2つの時点の各種応力度の組合せについて応力計算をした。

表-3 地震荷重によるモーメントおよび応力度の合成

		地震による モーメント (t-m)	① 主 桁 の 応 力 度	② 地震によ る 応 力 度	①+②
2	σ_0	734	468	± 209	677 259
	σ_u		630	± 115	745 515
4	σ_0	947	436	± 259	695 177
	σ_u		684	± 143	827 541
6	σ_0	612	732	± 157	889 575
	σ_u		496	± 87	583 409
8	σ_0	-314	745	∓ 81	664 826
	σ_u		243	∓ 45	198 288
10	σ_0	-1 883	628	∓ 411	217 1 039
	σ_u		554	∓ 227	327 781
12	σ_0	-464	692	∓ 113	579 805
	σ_u		429	∓ 63	366 492
14	σ_0	509	650	± 141	791 779
	σ_u		750	± 78	828 672
16	σ_0	761	303	± 209	512 94
	σ_u		813	± 115	928 698

横方向断面に対しては、箱桁のスペンが短かいので、鉄筋コンクリートで設計し、その構造はボックスラーメンとして検討した。

また、桁高に比して桁幅が小さいので、横荷重についての検討を行なった。

横方向についての力学系は、固定橋脚3P(10点)のねじり剛性が大きいので、固定支点を埋込みとして、2つの系に分けて検討した。

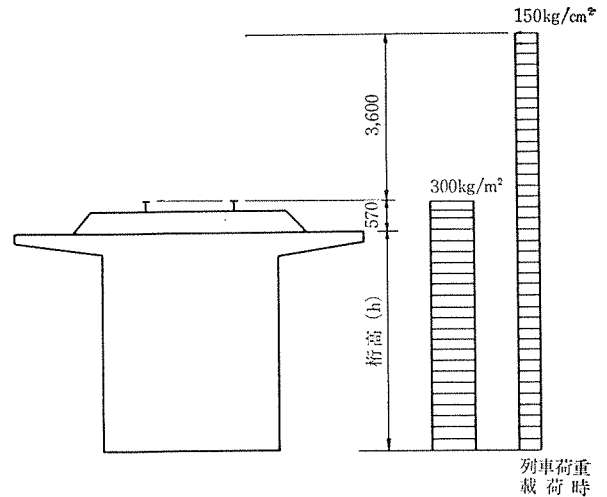
横荷重として、風荷重を図-6のように、 300 kg/m^2 、列車荷重載荷時、 150 kg/m^2 の2ケースの検討と、地震時横荷重(震度0.2として)の検討をした。表-2, 3に応力度を示す。ただし、 σ_0 は桁上縁の応力度を、 σ_u は桁下縁の応力度を表わしている。

(3) 柱頭部仮固定工法

張出し架設中の不均衡モーメントを受けるため、3P, 4Pに仮の固定装置を設ける。

橋脚に不均衡モーメント、その他の荷重

図-6 風 荷 重



を伝える設備として、本橋梁は、圧縮力に対してはコンクリートで仮シューを設け、引張力に対してはPC鋼棒を用いて抵抗させた。

張出し架設中に仮シューコンクリートに作用する圧縮力の最大は21ブロックコンクリート打設時1106t、PC鋼棒に作用する引張力の最大は1ブロックコンクリート打設後ワーゲン前進時100tであり、PC鋼棒は $35 \text{ t/本} \times 6 = 210 \text{ t}$ で緊張した(図-7)。

(4) 支 承

本橋梁は、3Pを固定支承、その他は可動支承であり、

図-7 仮固定シュー図

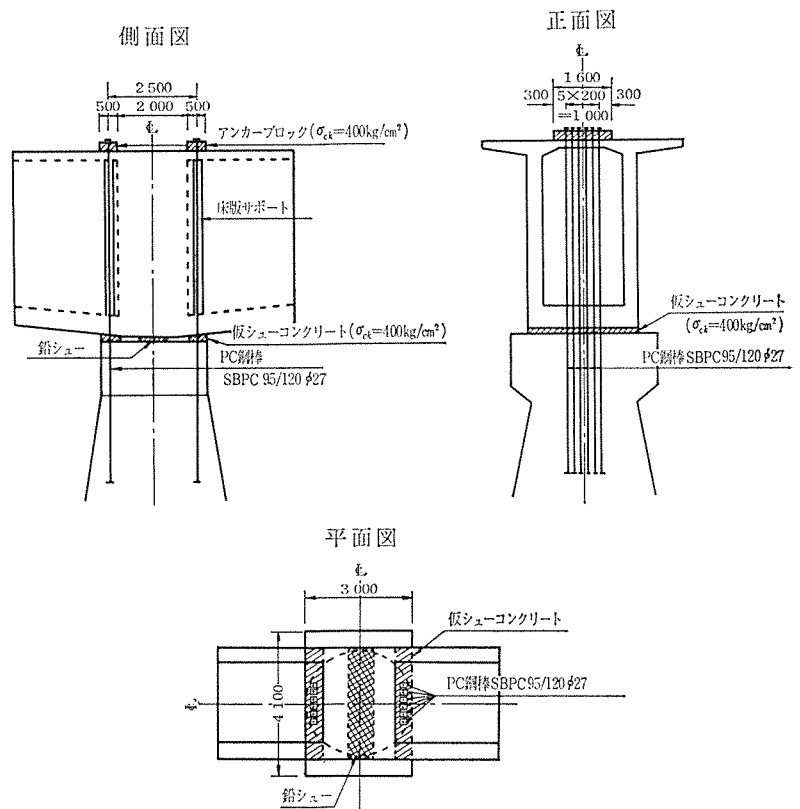
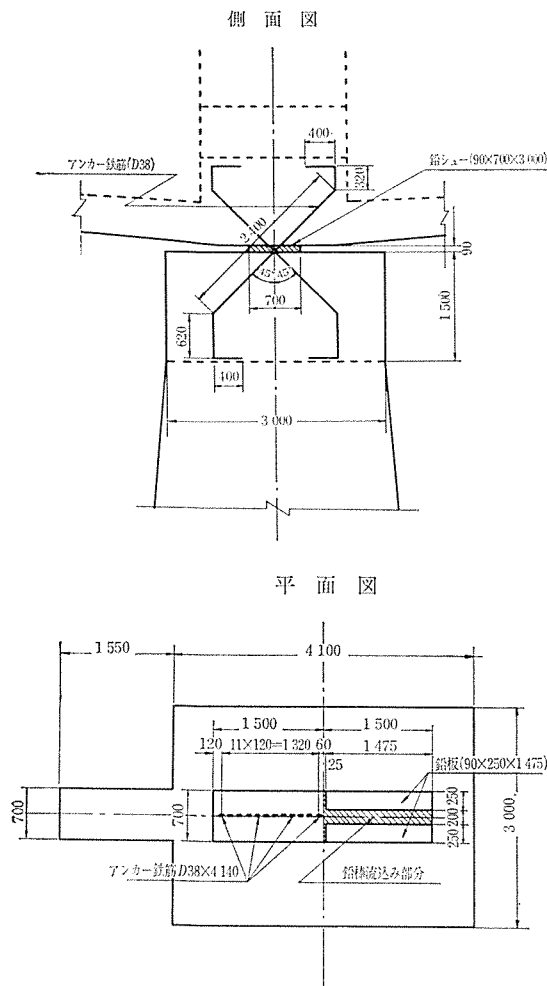


図-8 メナーゼヒンジシュー図



固定支承は鉄筋(48-D38)と硬鉛板(アンチモン1%含む)を用いたメナーゼヒンジシュー, 可動シューはすべてベアリングプレートシューである。上部構反力は, 表-3である。

メナーゼヒンジの設計図は図-8のとおりである。

最大反力: 常時 2333 t

最大水平力: 地震時 694 t

硬鉛の許容支圧応力度: 150 kg/cm²

硬鉛の大きさ: 3.0×0.7 m

橋脚コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋: D38(SD30) 48本

$$\text{支圧応力 } \sigma = \frac{2333}{3.0 \times 0.7} = 1110 \text{ t/m}^2 = 111 \text{ kg/cm}^2$$

鉛の支圧応力は 150 kg/cm² であるから, コンクリートの支圧応力で決まる。

コンクリートの許容支圧応力 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}\right) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck}$$

$$A = 4.1 \times 3.0 = 12.3 \text{ m}^2$$

$$A' = 3.0 \times 0.7 = 2.1 \text{ m}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \times \frac{12.3}{2.1}\right) \times 300 = 162 \text{ kg/cm}^2 > 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = 150 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_c$$

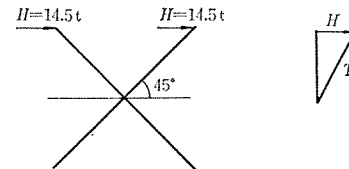
ヒンジ鉄筋の算定

鉄筋1本あたりの水平力

$$H = 694/48 = 14.5 \text{ t}$$

鉄筋の引張応力に対する検討

図-9



$$T = H \times \sqrt{2} = 20.5 \text{ t}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma = \frac{T}{A_s} = \frac{20500}{11.4} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1600 \times 1.5 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋のせん断応力度に対する検討

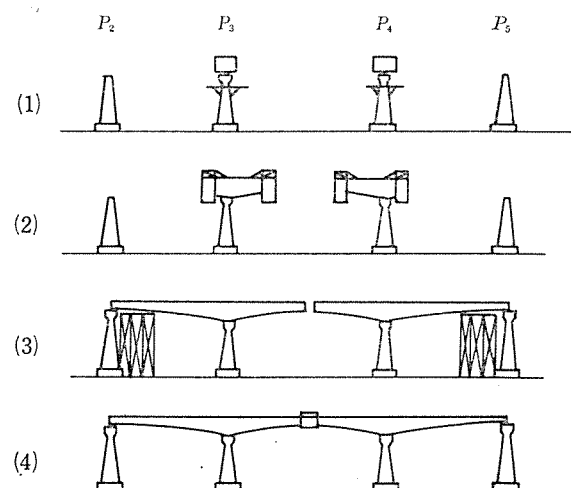
$$\tau = \frac{14500}{11.4 \times \sqrt{2}} = 966 \text{ kg/cm}^2 < 800 \times 1.5 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

3. 施工概要

(1) 上部工施工の順序(3径間連続桁)(図-10)

- 1) 3P, 4P 橋脚頭部にワーゲン組立用の柱頭部(8m)を支保工上で施工し, 仮締PC鋼棒を緊張する。
- 2) 3P, 4P 柱頭部にワーゲンを組立て1~22ブロックまで左右交互に3.15mずつ張り出し架設する。
- 3) 3P, 4P のワーゲン解体後側径間支保工部分を施工する。
- 4) 側径間支保工部分のプレストレス導入後, 中央径

図-10 連続桁施工順序図



報 告

間接続部を、吊型わくで施工しプレストレスを導入する。

(2) 柱頭部工

仮シュー 施工後、あらかじめ橋脚に埋込んで置いた 250 H を支保工として、底版、主桁、床版の 3 回に分けてコンクリートを打設した。

コンクリート打設にあたっては、施工の容易性と美観上の配慮から、底版は主桁部分を除いて打設し、型わくは幅 15 cm の板を縦目地で使用打継目がでるのを防止した。

また、柱頭部には、P C 鋼棒が 146 本配置されるので、アップシュタントホルター（鋼棒支持具）によって正確に配置した。

コンクリート打設後、張り出し架設時の不均衡モーメントを橋脚に伝える仮締 P C 鋼棒（φ 27 mm, 6 本×2 列）に 35 t/本のプレストレスを導入しワーゲンを組立てた。

(3) 張り出し架設

柱頭部鋼棒緊張後ワーゲンを組立て、1 ブロック 3.15 m ずつ、3 P, 4 P 両柱頭部よりワーゲン 4 基で左右バランスをとりながら同時に施工した。

型わくは、前部をワーゲン先端より P C 鋼棒で吊り、後部を既設のコンクリートに P C 鋼棒 8 本（底版 2 本、床版 6 本）で、1 本あたり約 3 t でジャッキにより固定した。

P C 鋼棒は、2 ブロックずつカップラーで継ぎまし、鋼棒配置については、各ブロックごとの鋼棒断面図を作成し、妻わくを原寸で加工して P C 鋼棒の位置に穴をあけ、設計どおり正確に配置した。

コンクリートは、高速ケーブルクレーンにより 1 バケットあたり 1 m³ ずつ運搬、ホッパーに受けさらにベルトコンベアーにより打設した。

打設順序は、上床版型わくに約 30 cm 角の穴を開け、

図-11 標準工程表

日	1	2	3	4	5	6	7
型わく, 鋼棒, 配筋	■	■					
コンクリート打設			■				
養生				■	■	■	
プレストレスング						■	■
ワーゲン前進グラウト							■

表-4 コンクリート示方配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
					水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	混 和 剤	
									プラスチッククリート	AER
25	6±1	4.5±1	38	37	152	400	674	1170	1.6	0.12

そこから底版コンクリートを打設、次に左右の桁、上床版と一度に打設した。

コンクリート打設後約 10 時間で妻型わくをはずして、チッピングを行ないコンクリート面を粗に仕上げた。

コンクリート強度が 260 kg/cm² になった時点で P C 鋼棒を緊張、ワーゲンを移動した。

各ブロック標準サイクルおよびコンクリートの配合は 図-11, 表-4 のとおりである。

(4) 側径間支保工

4 P 側支保工は、高さ約 17 m あり、支柱にはペコサポート (2.3 m) 7 段, 8 列組みとした。

支間は 3 @ 8.10 m で桁受けに 300 mm H 型鋼 9 本を用いた。

3 P 側は高さ約 14 m で支柱としては、ペコサポート部分とビテイわく部分の併用とした。

本支保工は道々と斜めに交差しているため、交差部は支間が 11.60 m と長くなるので、ペコサポート 5 段 10 列、また、桁受けには 450 I 型鋼 8 本、300 H 型鋼 4 本を組合せた。

また、支保工基礎としては 4 P 側は岩着直接基礎でコンクリート厚 30~70 cm, 3 P 側は 6.00 m の 300 H 型鋼 19 本を岩盤まで打込み、その上にコンクリートを 30 cm 打込んで基礎とした。

各支柱のつなぎは、橋軸直角方向水平力は、単管により横つなぎおよび筋違いにより固定し、橋軸方向は、各橋脚にかかる構造とし、できるだけ下部につたえるよう斜材をとり支柱には軸力のみかかるように配慮した。

また、コンクリート打設にあたっては、たわみによる沈下約 3 cm を考慮し、桁中央より打設し支点部分は最後に打設して沈下によるひびわれを防止した。

コンクリート打設順序は 図-12 のとおりである。

コンクリートの打設中に支保工の変位を調べるためにトランシットで水平方向の移動量およびたわみの観測をした。

水平方向の変位はほとんどなかったが、たわみは計算値とほぼ同じくらいであった (表-5)。

支保工部 P C 鋼棒組立ては 2.50 m 間隔にアップシュタントホルター（鋼棒支持具）を設け正確に配置し、型わくは、フォルバウ部分と同じ仕上り面となるように同

図-12 側径間コンクリート打設順序図

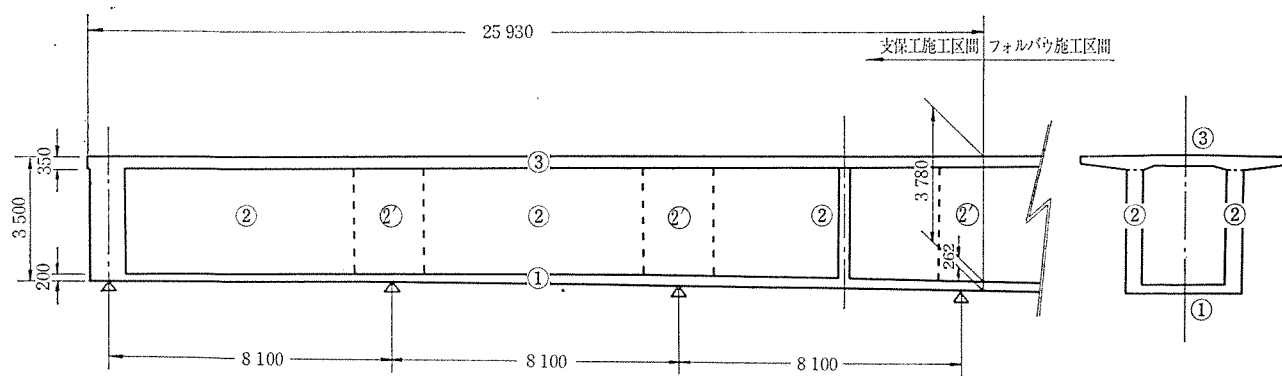


表-5 支保工部たわみ量比較

	4P 側支保工			3P 側支保工	
	支間 8.10 m の中間点			支 間 7.10 m 中 間 点	支 間 11.60 m 中 間 点
	(1)	(2)	(3)		
たわみ量 (mm)	計算値	25	25	25	42
	実測値	24	27	28	23

注：上記数値は型わく横桁等の死量含む

表-6 シューグラウトモルタル配合表

セメント (C)	タスコン (T)	水 (W)	細骨材 (S)	ポゾリス No. 8 (P)	アルミ粉 (A)
150 kg	19 kg	84 kg	169 kg	422 g	6 g

水セメント比 $W/(C+T)=50\%$

写真-2 現場注入状況



種のものを使用した。

コンクリート硬化後一次緊張として側径間の死荷重をささえるだけのプレストレス（全プレストレスの30%）を導入し、3P、4Pの仮締鋼棒のプレストレスを解除した。

(5) シューの施工

3Pメナーゼヒンジは図-8のとおりである。

鉛シューについては、精度が高く、施工が容易で、均一なものとするため4個に細分し工場製作とし、現場における各鉛板の充填は工場で作成した同種の鉛棒を用い、つばでとかし、パーナーで接合部を溶かしながらかみ流し込み、冷却後表面仕上げを施し防腐剤を塗布した。

4P 1200t 可動シューの固定にはグラウトモルタルの注入を行なった。

そのため現場において $\sigma_{28}=300 \text{ kg/cm}^2$ 以上で、モルタルの注入状態、ブリージングによる間げきの状態等を知るために配合試験および箱抜きを含めたシューの実物大の模型実験を行なった。

模型は箱抜き部分を木製、ベッドプレート部分を透明なプラスチック製とし、注入状態を観察できるよう配慮し、注入は自然流下と手動式ダイヤフラムポンプ2台で行なった。

次に上記試験および実験をもとにした現場施工状況をまとめてみる。

1) モルタル配合は表-6のとおりである。

2) ベッドプレートリップ 2~3 cm 位まで自然流下方式で行ない、その後はベッドプレート交点付近にあらかじめ配管してある4本のパイプより手動式ダイヤフラムポンプ2台で中心より端の方へ気泡を押し出しながらかみ流し込み、冷却後表面仕上げを施し防腐剤を塗布した（写真-2）。

3) 注入後3日間は湿潤養生を行なった。

4. あとがき

以上に夕張川橋梁工事の概要について述べたが、張出架設部にはワーゲン2組を使用したこと、同一作業の繰り返しであることから順調に進んだが、側径間支保工部には、かなりの日程を要した。12月の竣功をひかえて、現在連続桁、単純桁の架設を終り、防水工を残すのみとなっている。

1971.11.20・受付